VISIT…

LANZAROTE
Caliente.com

7. Proiectarea antiseismică a structurilor din beton armat

7.1. *Principii de proiectare, clase de ductilitate*

Ca şi în cazul structurilor metalice, structurile din beton armat amplasate în zone seismice pot fi proiectate urmărind două abordări principial diferite:

- comportare slab-disipativă a structurii
- comportare disipativă a structurii

Structurile proiectate conform principiului de comportare slab-disipativă a structurii au o capacitate redusă de disipare a energiei seismice prin incursiuni în domeniul inelastic. Pentru aceste structuri încărcarea seismică se determină pe baza unui factor de comportare *q* de cel mult 1.5, iar proiectarea se face conform criteriilor specifice structurilor amplasate în zone neseismice (de exemplu SR-EN1992). Răspunsul unor astfel de structuri sub efectul acțiunii seismice de calcul trebuie să fie preponderent în domeniul elastic. Eurocode 8 (EN1998, 2003) atribuie structurilor proiectate conform principiului de comportare slab-disipativă a structurii clasa de ductilitate L.

Structurile proiectate conform criteriul de comportare disipativă a structurii sunt proiectate, dimensionate şi detaliate conform unor principii antiseismice, pentru a permite formarea unor mecanisme stabile de disipare a energiei seismice prin incursiuni ciclice în domeniul inelastic, fără a suferi cedări fragile. Încărcarea seismică pentru acest principiu de proiectare este redusă față de cea corespunzătoare unui răspuns elastic al structurii, folosind factori de comportare *q* supraunitari. Funcție de capacitatea de disipare a energiei seismice, structurile disipative se încadrează în două clase de ductilitate: H (ductilitate înaltă) şi M (ductilitate medie). Pentru fiecare clasă de ductilitate normele de proiectare antiseismică (P100-1/2006, Eurocode 8, 2003) prevăd cerințe specifice de alcătuire şi dimensionare a elementelor structurale.

Alegerea principiului de proiectare (slab-disipativă sau disipativă), şi a clasei de ductilitate este la latitudinea proiectantului, iar principiile de selectare sunt aceleaşi cu cele descrise în cazul structurilor metalice (vezi capitolul 6.1.3). Se menționează totuşi că în cazul structurilor din beton armat, norma seismică românească (P100-1/2006) nu permite utilizarea principiului de proiectare slab-disipativă a structurii.

7.2. *Tipuri de structuri*

Structurile din beton armat (b.a.) pot fi clasificate în câteva tipuri structurale de bază. Cele mai importante dintre acestea se prezintă în cele ce urmează (conform P100-1/2006):

- **Cadrele** reprezintă un sistem structural în care atât încărcările verticale, cât şi cele laterale sunt preluate de cadre spațiale (vezi Figura 7.1a). Aportul cadrelor la preluarea forțelor laterale trebuie să fie de minim 70% din forța tăietoare de bază.
- **Pereții** (cuplați sau necuplați) reprezintă un sistem structural în care atât încărcările verticale, cât şi cele laterale sunt preluate în principal de pereți structurali verticali, cu o rezistență la forța tăietoare de bază de cel puțin 70% din rezistența sistemului la forța tăietoare de bază (vezi Figura 7.1b şi c).
- **Sistemele duale** (cu cadre sau pereți predominanți) sunt acele structuri la care încărcările verticale sunt preluate în principal de cadre spațiale, iar cele laterale sunt preluate în parte de cadre şi în parte de pereți structurali (vezi Figura 7.1d).
- **Sisteme flexibile la torsiune** – structuri duale sau pereți care nu au o rigiditate minimă la torsiune. Un exemplu de structuri flexibile la torsiune sunt clădirile cu nucleu central (vezi Figura 7.2a), la care elementele de preluare a forțelor laterale (pereții) sunt dispuse în partea centrală a structurii.
- **Sisteme tip pendul inversat** sunt acele sisteme la care peste 50% din masa structurii este concentrată în treimea superioară a clădirii, sau structuri la care disiparea energiei seismice are loc la baza unui singur element structural (vezi Figura 7.2b).

În Tabelul 7.1 sunt prezentate valorile de referință (pentru structuri regulate) ale factorului de comportare *q* pentru tipurile de structuri enumerate mai sus. În cazul în care structurile sunt neregulate pe verticală, valorile de referință ale factorului *q* trebuie reduse cu 20%.

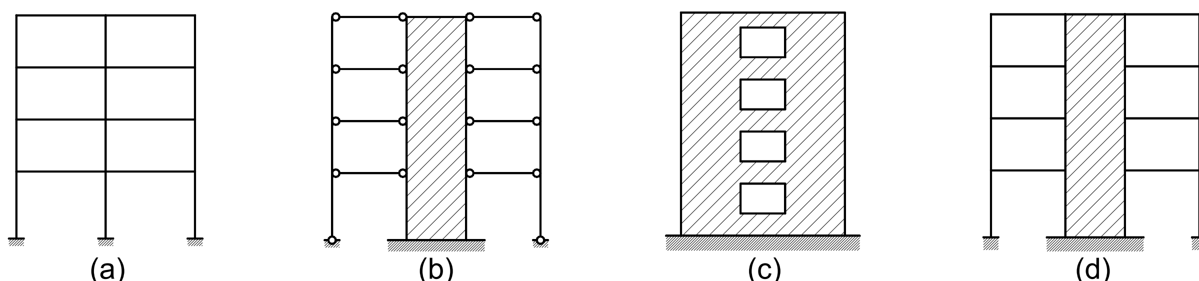
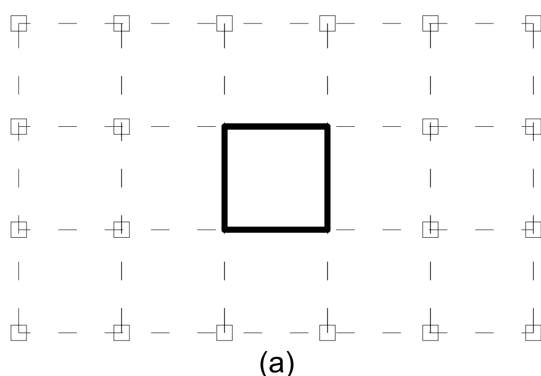


Figura 7.1. Tipuri de structuri din beton armat: cadre (a), pereți necuplați (b), pereți cuplați (c), sisteme duale (d).





(b)

Figura 7.2. Tipuri de structuri: sisteme flexibile la torsiune (a), sisteme de tip pendul inversat (b), exemplu – un castel de apă din b.a. (http://en.wikipedia.org/wiki/Water_tower).

Tabelul 7.1. Valori de referință ale factorul de comportare *q* pentru structuri din b.a. (P100-1/2006).

Tip structural	Factorul de comportare *q*	
	Clasa de ductilitate H	Clasa de ductilitate M
Cadre, sisteme duale, pereți cuplați	$5\alpha_u/\alpha_1$	$3.5\alpha_u/\alpha_1$
Pereți	$4\alpha_u/\alpha_1$	3.0
Sisteme flexibile la torsiune	3.0	2.0
Sisteme tip pendul inversat	3.0	2.0

În tabelul de mai sus parametrii α_1 şi α_u au următoarea semnificație:
α_1 – coeficient de multiplicare al forței seismice orizontale care corespunde apariției primei articulații plastice
α_u – coeficient de multiplicare al forței seismice orizontale care corespunde formării unui mecanism plastic

Raportul α_u/α_1 corespunde redundanței q_R, definită în capitolul 5.2.2 şi reprezentată grafic în Figura 5.5. În lipsa unor calcule specifice de determinare a raportului α_u/α_1, valorile acestuia pot fi luate în modul următor:

- Cadre şi sisteme cu cadre predominante:
  - cu un nivel: $\alpha_u/\alpha_1 = 1.15$
  - multietajate, cu o deschidere: $\alpha_u/\alpha_1 = 1.25$
  - multietajate, cu mai multe deschideri: $\alpha_u/\alpha_1 = 1.35$
- Pereți şi sisteme cu pereți predominanți:
  - sisteme cu maxim doi pereți necuplați pe fiecare direcție orizontală: $\alpha_u/\alpha_1 = 1.0$
  - sisteme cu mai mult de doi pereți pe fiecare direcție transversală: $\alpha_u/\alpha_1 = 1.15$
  - sisteme duale cu pereți predominanți sau pereți cuplați: $\alpha_u/\alpha_1 = 1.25$

Atunci când acest raport este determinat prin calcul, pot rezulta valori mai mari decât cele de mai sus. Totuşi, P100-1/2006 limitează acest raport la valoarea 1.6.

Analizând valorile factorilor de comportare pentru diferite tipuri de structuri din b.a. (Tabelul 7.1) se poate concluziona că cele mai ductile structuri din b.a. sunt cadrele, sisteme duale şi pereţi cuplaţi (valorile cele mai mari ale factorilor de comportare q). Urmează pereţii structurali, cu valori puţin mai mici ale factorilor de comportare de referinţă. Pentru toate categoriile menţionate mai sus, valoarea factorului de comportare q este în strânsă legătură cu redundanţa structurii (α_u/α_1). Redundanţa structurii şi în consecinţă şi factorul de comportare cresc dacă structura are un grad de nedeterminare statică mai mare (o redundanţă mai mare).

7.3. Ductilitatea structurilor din b.a.

Proiectarea structurilor din b.a. conform principiului de comportare disipativă a structurii necesită obţinerea unei comportări ductile la nivelul întregii structuri. În acest scop este necesară asigurarea unei ductilităţi corespunzătoare la nivel de material, secţiune, elemente, noduri şi structură.

7.3.1. Ductilitatea materialelor

Betonul simplu este un material care are o rezistenţă la întindere mult mai mică decât la compresiune. Rezistenţa la compresiune a betonului (f_{ck}) este determinată pe cilindri standard sau pe cuburi standard la 28 de zile de la confecţionare. În Figura 7.3a sunt prezentate câteva curbe efort unitar – alungire pentru betoane de diferite clase. Se poate observa că odată cu creşterea clasei betonului (a rezistenţei la compresiune f_{ck}) ductilitatea acestuia scade. Ductilitatea betonului ca şi material este exprimată prin alungirea ultimă ε_{cu}. Clasele uzuale de beton au alungiri ultime ε_{cu} de ordinul a 0.0035.

Relaţia efort unitar – alungire a oţelului din armături este caracterizată de o porţiune elastică, până la atingerea limitei de curgere, urmată de un platou de curgere, iar apoi de o porţiune de ecruisare. În Figura 7.3b sunt prezentate câteva curbe caracteristice efort unitar – alungire pentru oţeluri cu limita de curgere diferită. Se poate observa că alungirea la forţa maximă ε_{uk} (folosită pentru a caracteriza ductilitatea oţelului din armături) scade pentru oţeluri cu limita de curgere superioară. Funcţie de clasa de ductilitate a construcţiei, normele impun valori minime ale alungirii la forţa maximă care trebuie să fie îndeplinite de armătură: $\varepsilon_{uk}\geq0.075$ pentru clasa de ductilitate H şi $\varepsilon_{uk}\geq0.05$ pentru clasa de ductilitate M (SR EN1992 şi P100-1/2006). Oţelul folosit în armături este sursa principală de ductilitate a betonului armat, alungirea ultimă a acestuia fiind de 10-20 ori mai mare decât a betonului.

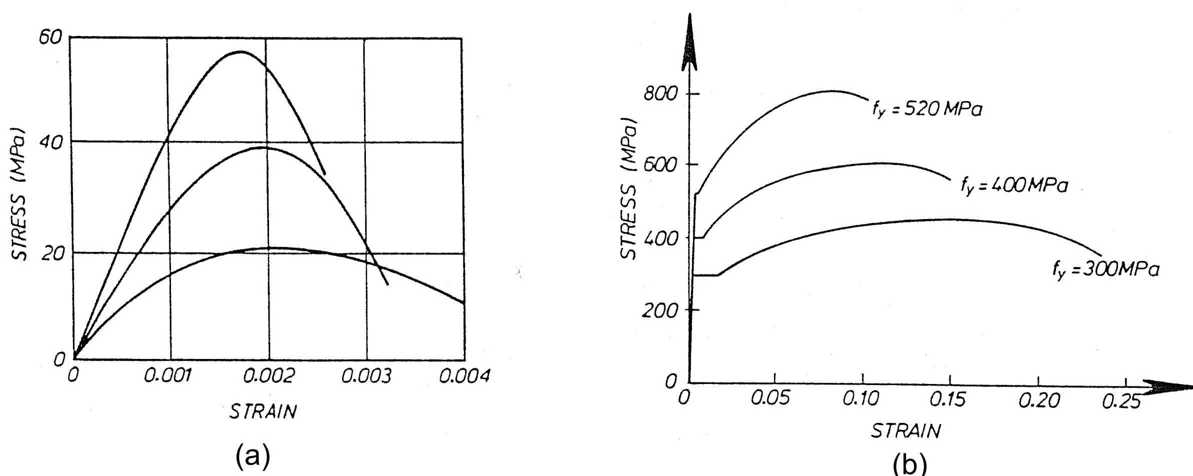


Figura 7.3. Curbe efort unitar – alungire pentru betoane de diferite clase (a) şi oţeluri cu diferite valori ale limitei de curgere (b), Paulay şi Priestley, 1992.

Betonul armat este un material de construcție care combină avantajele betonului simplu (rezistență la compresiune) cu cele ale oțelului (rezistență la întindere şi ductilitate foarte bune). Totuşi, pentru a asigura o bună conlucrare între cele două materiale, şi în special pentru a asigura o bună ductilitate structurilor din b.a., sunt necesare respectarea unor serii de măsuri constructive.

Una dintre cerințele fundamentale necesare pentru o comportare ductilă a structurilor din b.a. este confinarea realizată de armăturile transversale (etrieri, agrafe, frete, etc.) împreună cu cea longitudinală (vezi Figura 7.4a). Armăturile transversale închise împiedecă deformațiile transversale ale betonului solicitat la compresiune, ceea ce induce o stare triaxială de solitare în beton. Efectul confinării este de a creşte rezistența la compresiune a betonului, dar mai ales a ductilității acestuia (vezi Figura 7.4b). Orientativ, alungirea ultimă a betonului confinat este de ordinul a ε_{cu}=0.005. Din această cauză, confinarea betonului prin intermediul armăturilor transversale este o cerință de bază în zonele disipative. Efectul de confinare poate fi sporit prin (P100-1 comentarii):

- reducerea distanțelor dintre punctele de fixare ale armăturilor longitudinale (reducerea distanțelor *s* şi a_l);
- sporirea secțiunii sau a limitei de curgere din etrieri şi agrafe;
- prevederea unor armături longitudinale suficient de groase.

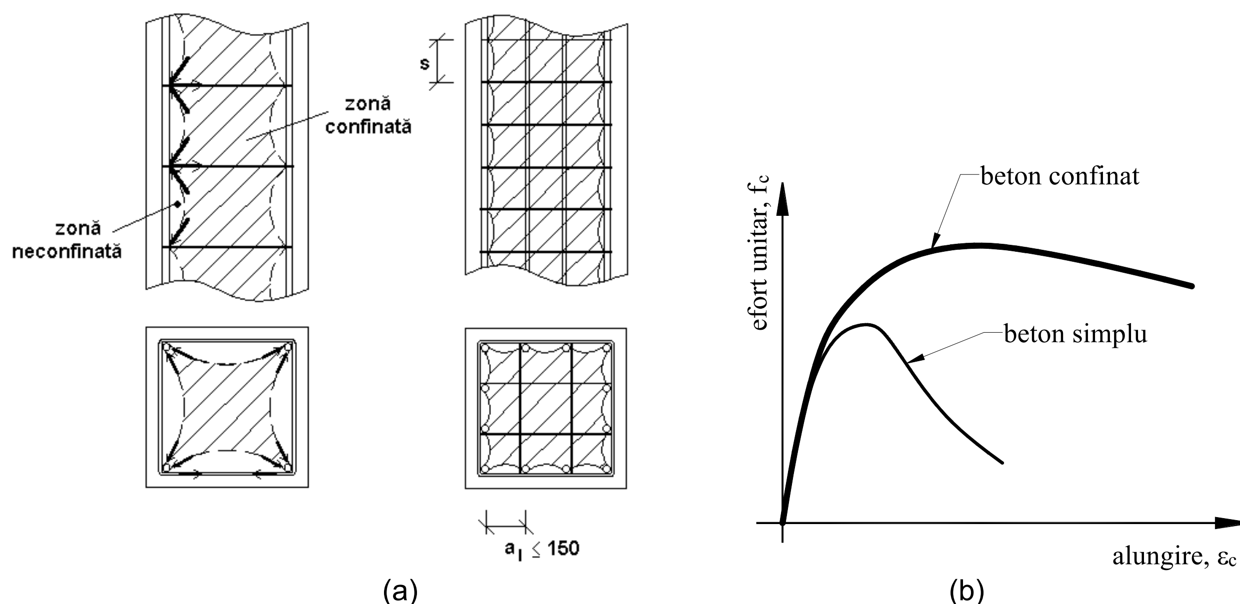


Figura 7.4 Confinarea betonului (a) şi efectul confinării asupra relației efort unitar – alungire (b) după Paulay şi Priestley, 1992.

7.3.2. Ductilitatea de secțiune

La structurile din b.a. sursa cea mai convenabilă de deformații inelastice o constituie formarea de articulații plastice în elementele solicitate la încovoiere. De aceia, este utilă analiza ductilității la nivel de secțiune, analizând relația dintre moment şi curbură (rotirea pe unitate de lungime). O relație tipică moment curbură pentru o secțiune de b.a. este prezentată în Figura 7.5a. Curbura de curgere ϕ_y' este de atinsă la curgerea armăturii întinse (Paulay şi Priestley, 1992; vezi Figura 7.5b):

$$\phi_y' = \varepsilon_y \Big/ \left(d - c_y \right) \qquad (6.8)$$

unde ε_y este alungirea la curgere a armăturii; d este înălțimea secțiunii, iar c_y este înălțimea zonei comprimate.

În anumite cazuri (la secțiunile puternic armate sau la cele solicitate puternic la compresiune), se pot dezvolta alungiri de compresiune importante în beton înainte de curgerea armăturii întinse. În aceste cazuri, curbura de curgere trebuie determinată la atingerea unor alungiri de compresiune în beton de ε_c=0.0015 (Paulay şi Priestley, 1992):

$$\phi_y' = \varepsilon_c / c_y \tag{6.9}$$

În scopul simplificării relațiilor de calcul, se adoptă uzual o aproximare biliniară a relației moment curbură. Una dintre modalitățile de determinare a relației biliniare este prin egalarea ariilor de sub relația simplificată şi cea reală (vezi şi capitolul 3.6.1). Curbura de curgere din relația biliniară ϕ_y va fi mai mare decât valoarea corespunzătoare ϕ_y', iar ductilitatea de secțiune poate fi definită de:

$$\mu_\phi = \phi_m / \phi_y \tag{6.10}$$

unde ϕ_m este curbura ultimă (vezi Figura 7.5c), corespunzătoare unei reduceri semnificative a capacității portante (sub 85% din momentul maxim conform Eurocode 8, 2003). De obicei curbura ultimă este controlată de atingerea deformațiilor ultime în beton ε_{cu} (zdrobirea betonului comprimat).

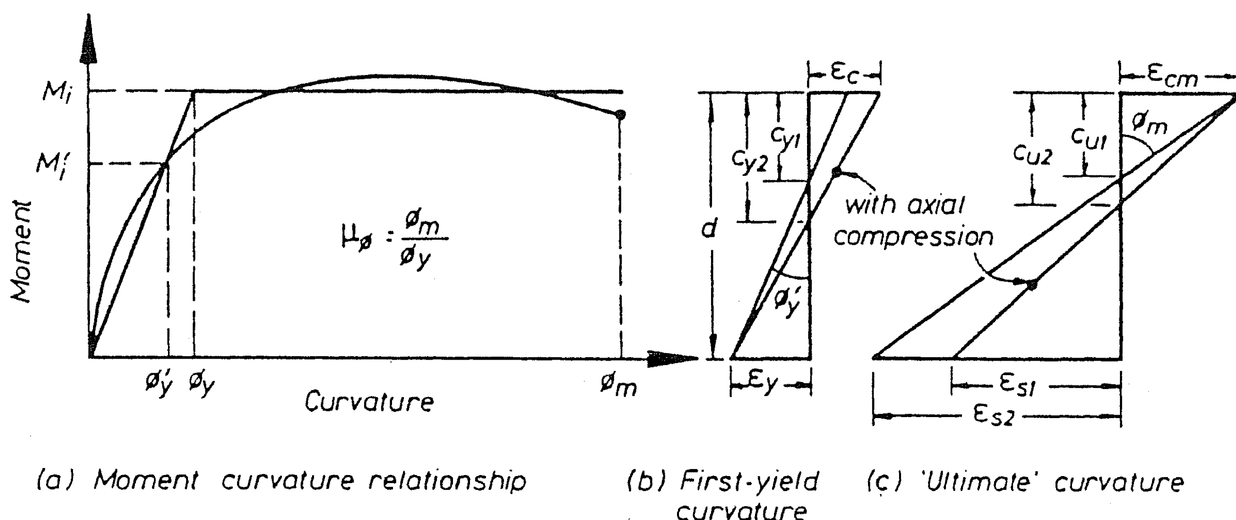


Figura 7.5 Definirea ductilității de secțiune (Paulay şi Priestley, 1992).

Cei mai importanți factori care afectează ductilitatea de secțiune sunt următorii (Paulay şi Priestley, 1992):

- **Alungirea ultimă a betonului** ε_{cu}: deoarece alungirea ultimă a betonului controlează de obicei curbura ultimă ϕ_m, valori mai ridicate ale ε_{cu} conduc la o ductilitate de secțiune sporită. Alungirea ultimă a betonului poate fi îmbunătățită prin confinarea acestuia.
- **Forța axială** creşte înălțimea zonei comprimate la curgere şi la alungirea ultimă, ceea ce rezultă în creşterea curburii la curgere ϕ_y şi a reducerii celei ultime ϕ_m. În consecință, ductilitate de secțiune scade.
- **Rezistența la compresiune a betonului** sporită: o creştere a f_{ck} reduce înălțimea zonei comprimate la curgere şi la deformația ultimă, de unde o curbura de curgere ϕ_y mai mică, iar cea ultimă ϕ_m mai mare. În consecință, ductilitate de secțiune μ_ϕ creşte. Este de notat aici că odată cu creştere clasei betonului, alungirea ultimă scade, astfel încât pentru betoanele de clasă foarte ridicată, ductilitatea secțiunii poate să scadă.
- **Limita de curgere a armăturii** mai ridicată conduce la alungirea la curgere ε_y mai mare şi deci la ductilitatea de secțiune μ_ϕ redusă.

7.3.3. Ductilitatea de element

Cea mai convenabilă măsură a ductilității unui element de beton armat este deformația acestuia. Astfel, ductilitatea consolei din Figura 7.6 poate fi definită ca şi:

$$\mu_\Delta = \Delta / \Delta_y \tag{6.11}$$

unde Δ este deplasarea ultimă a vârfului consolei, iar Δ_y este deplasarea vârfului consolei la curgere.

Atât timp cât momentul la baza consolei este mai mic decât momentul de curgere M_y, diagramele de moment şi de curbură sunt triunghiulare, cu valorile maxime la baza consolei. Deplasarea corespunzătoare atingerii momentului plastic este $\Delta_y = \phi_y L^2/3$ şi poate fi obţinută integrând diagrama de curbură $\Delta = \int \phi(x) x dx$. Dacă forţa laterală continuă să crească, curbura de la baza consolei depăşeşte curbura de curgere, deformaţiile inelastice înregistrându-se pe o porţiune L_p din lungimea consolei L. Zona în care se concentrează deformaţiile inelastice se numeşte articulaţie plastică. Pentru o relaţie biliniară moment-curbură, după atingerea momentului plastic în articulaţia plastică, aceasta înregistrează rotiri la un moment constant. Rotirea din articulaţia plastică este egală cu $\theta_p = \phi_p L_p = (\phi_m - \phi_y) L_p$. Deplasarea de la vârful consolei care urmează formării articulaţiei plastice, se datorează în totalitate rotirii din articulaţia plastică. În ipoteza în care articulaţia plastică se consideră la mijlocul lungimii L_p, deplasarea vârfului consolei din rotirea în articulaţia plastică este egală cu $\Delta_p = \theta_p (L - 0.5L_p)$. Folosind relaţiile de mai sus, se poate stabili următoarea relaţie între ductilitatea consolei μ_Δ şi ductilitatea la nivel de secţiune μ_ϕ:

$$\mu_\Delta = 1 + 3(\mu_\phi - 1)\frac{L_p}{L}(L - 0.5L_p) \quad (6.12)$$

Relaţia (6.12) indică faptul că ductilitatea de element μ_Δ nu este egală cu ductilitatea de secţiune μ_ϕ. În general valoarea ductilităţii la nivel de element este mai mică decât cea la nivel de secţiune.

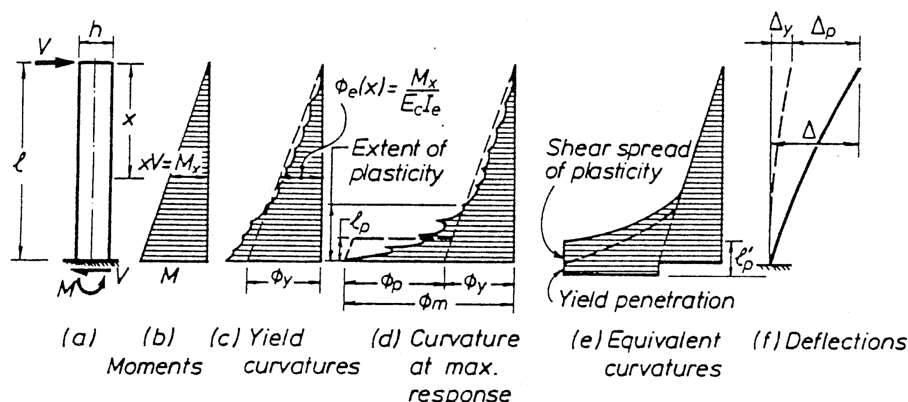


Figura 7.6. Diagramele de moment şi curbură, precum şi deformaţiile unei console prismatice din beton armat (Paulay şi Priestley, 1992).

Ductilitatea unui element structural încovoiat poate fi evaluată analitic folosind relaţia (6.12). Totuşi, există mai mulţi factori care pot influenţa capacitatea de deformaţie plastică a elementelor structurale. Majoritatea dintre aceştia au fost stabiliţi pe baza unor încercări experimentale şi pe observaţii ale comportării structurilor la cutremurele din trecut. În continuare sunt prezentate pe scurt principalele aspecte care asigură ductilitatea diferitelor elemente structurale.

Grinzi

La cadrele din b.a. zonele disipative sunt amplasate în grinzi. În general momentele maxime şi în consecinţă şi zonele disipative sunt amplasate la capetele grinzilor (vezi Figura 7.7). Acestea sunt zonele în care se vor forma articulaţii plastice şi care necesită o atenţie deosebită pentru a le oferi ductilitatea necesară.

Unul dintre factorii care pot reduce capacitatea de deformare plastică a grinzilor este **forţa tăietoare**. În general, la elementele de b.a. forţa tăietoare reprezintă un mod de cedare fragil şi trebuie evitată. Valori ridicate ale forţei tăietoare reduc semnificativ momentul capabil, rigiditatea şi ductilitatea grinzilor. În Figura 7.8 este prezentat modul de formare al unei articulaţii plastice în prezenţa unei forţă tăietoare ridicate şi răspunsul ciclic al unei astfel de grinzi. La primul ciclu de încărcare, armătura superioară curge iar la partea superioară betonul fisurează din cauza momentului încovoietor şi a forţei tăietoare. Atunci când momentul îşi schimbă semnul, fisurile de

la partea superioară nu se închid complet. După câteva cicluri alternante, se formează o fisură care traversează întreaga secţiune, betonul ajungând într-o stare avansată de degradare. În aceste condiţii momentul încovoietor este preluat de cuplul de forţe din armătura întinsă şi comprimată, iar forţa tăietoare de efectul de dorn al armăturii longitudinale. Rigiditate şi rezistenţa la forţă tăietoare fiind foarte reduse, au loc alunecări de-a lungul fisurii complete de la capătul elementului. Aceste alunecări sunt reflectate prin forma specifică "ciupită" a relaţiei forţă-deplasare, (comportare cunoscută şi sub numele de "pinching"). Rezultă nişte cicluri cu o arie redusă sub curba forţă-deplasare, care înseamnă o capacitate redusă de disipare a energiei seismice. În concluzie, forţa tăietoare reduce ductilitatea elementelor de b.a., iar efectul acesteia trebuie limitat. În acest scop, valoarea forţei tăietoare dintr-o grindă trebuie evaluată conform principiului proiectării bazate pe capacitate, corespunzătoare formării articulaţiilor plastice la cele două capete ale grinzilor. În plus, în zonele disipative, secţiunea trebuie să aibă o rezistenţă suficientă la forţă tăietoare pentru a limita efectele acesteia.

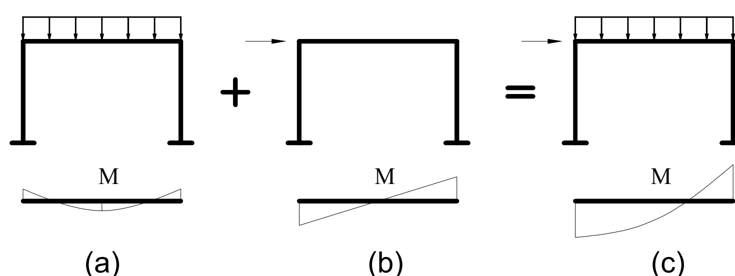


Figura 7.7. Diagrama de momente încovoietoare pe riglă într-un cadru de b.a. solicitat din încărcări gravitaţionale (a), seismice (b) şi gravitaţionale+seismice (c).

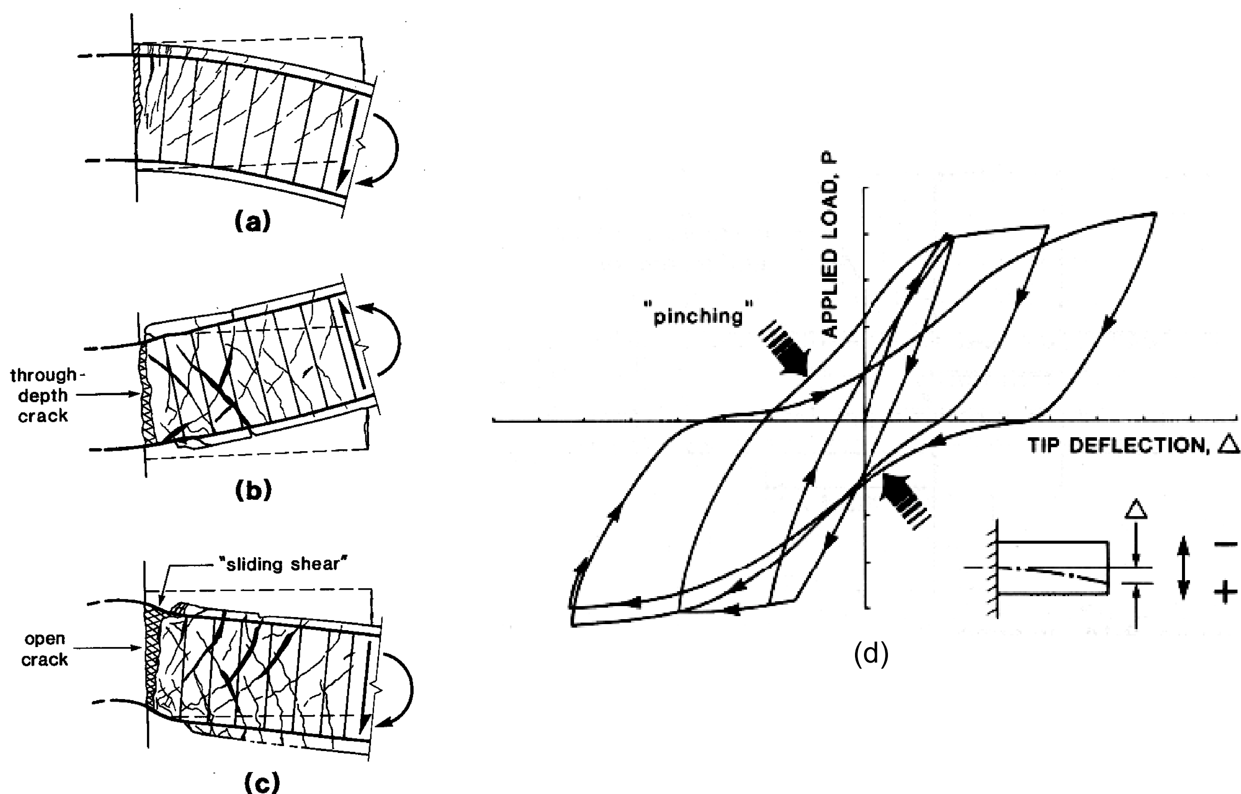


Figura 7.8. Articulaţie plastică în grinzi cu forţă tăietoare ridicată (a, b, c) şi răspunsul forţă-deplasare a unei astfel de grinzi (d), Derecho şi Kianoush, 2001.

O grindă solicitată de încărcări gravitaţionale are momente negative pe reazeme şi pozitive în câmp (vezi Figura 7.7a). Această diagramă d eforturi conduce la dispunerea armăturilor longitudinale la partea superioară pe reazeme şi la partea inferioară în câmp. O dispunere

convenabilă a armăturii se obţine dacă armătura din câmp este ridicată pe reazeme (vezi Figura 7.9a). Pe lângă preluarea momentelor încovoietoare, armătura înclinată care rezultă din această dispunere prezintă avantajul de a prelua forţa tăietoare. Etrierii sunt dispuşi relativ rar, mai mult din condiţii constructive. Astfel, o grindă armată pentru încărcări gravitaţionale are majoritatea armăturii longitudinale la partea superioară a secţiunii în dreptul reazemelor şi la partea inferioară în câmp. Este de notat faptul că din condiţii constructive, o parte din armătură nu va respecta acest tipar.

Modul de armare se schimbă radical în cazul unei grinzi care face parte dintr-un cadru disipativ solicitat seismic. Din efectul combinat al încărcărilor gravitaţionale şi ale celor seismice, momentul încovoietor de pe reazem ia şi valori pozitive (vezi Figura 7.7c). Deoarece sensul acţiunii seismice este arbitrar, ambele capete ale grinzilor vor fi solicitate atât la momente pozitive, cât şi la momente negative în gruparea seismică de încărcări. Această situaţie impune folosirea unor arii de armătură similare la partea superioară şi la cea inferioară a secţiunii, adică folosirea unor armături drepte pe toată lungimea riglei (vezi Figura 7.9b). În plus, armătura înclinată nu mai este eficientă pentru preluarea forţei tăietoare, deoarece la fel ca şi momentul, forţa tăietoare îşi poate schimba sensul în cazul acţiunii seismice. În consecinţă, preluarea forţei tăietoare la grinzile solicitate seismic se realizează prin armătura transversală (etrieri). În zonele disipative, etrierii sunt dispuşi mai des decât în restul grinzii din următoarele motive:

- armătura transversală mai puternică realizează o **confinare** mai puternică a betonului, ceea ce îi creşte ductilitatea
- distanţa redusă între etrieri împiedecă **flambajul barelor longitudinale** comprimate
- etrierii sunt principalul mecanism de preluare a **forţei tăietoare** în zonele disipative, fiind active pentru orice sens al acesteia

Pe lângă cele expuse mai sus, pentru ca zonele disipative să poată forma articulaţii plastice stabile, trebuie asigurate o **aderenţă şi un ancoraj** bun al armăturilor longitudinale pe reazeme. Aceasta conduce în cele mai multe cazuri la lungimi de ancorare mai mari decât în cazul grinzilor solicitate gravitaţional, în special la armătura inferioară (vezi Figura 7.9).

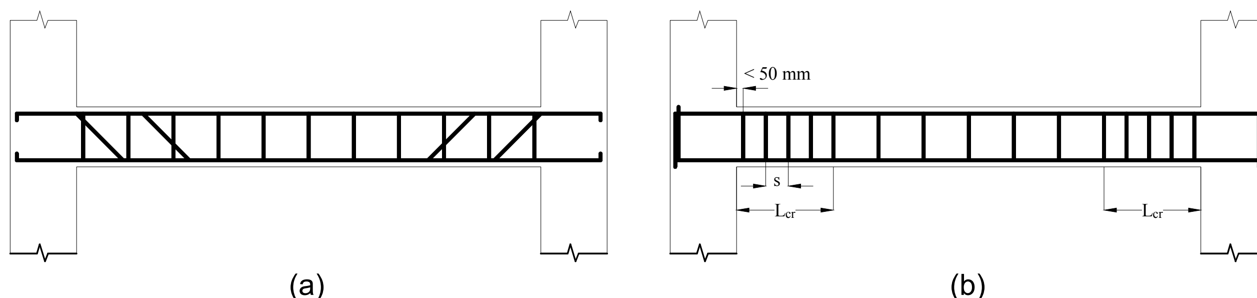


Figura 7.9. Detalii tipice de armare a unei grinzi solicitate la încărcări gravitaţionale (a) şi a unei grinzi parte dintr-o structură disipativă amplasată într-o zonă seismică (b).

Stâlpi

Stâlpii structurilor în cadre sunt elemente nedisipative iar normele antiseismice conţin prevederi care au ca şi scop asigurarea acestei cerinţe (vezi 7.3.5). Excepţie fac zonele de la partea inferioară a stâlpilor de la baza structurii, unde sunt permise apariţia articulaţiilor plastice, acestea fiind necesare pentru formarea mecanismului plastic global. Pe lângă aceste zone din stâlpi, pot apărea deformaţii plastice şi în alţi stâlpi din structură. Aceasta se datorează faptului că abordarea simplificată din normative nu elimină complet formarea de articulaţii plastice în stâlpi. Din aceste considerente, zonele de la capetele stâlpilor sunt considerate zone critice, în care pot apărea deformaţii inelastice şi care necesită o detaliere corespunzătoare, care să le ofere ductilitatea necesară.

Principiul de detaliere este acelaşi ca şi cel descris în cazul grinzilor, cheia asigurării unei ductilităţi corespunzătoare fiind o dispunerea armăturilor longitudinale şi a celor transversale în vederea obţinerii unei **confinări** bune a betonului şi eliminarea cedării din **forţă tăietoare**. Confinarea este cu atât mai importantă în cazul stâlpilor, cu cât aceste elemente sunt solicitate şi la forţe axiale mari, pe lângă momentele de încovoiere şi forţele tăietoare. În Figura 7.10a sunt prezentate detalii

tipice de armare a unui stâlp cu secțiunea rectangulară cu etrieri. Astfel, pentru o bună confinare a secțiunii, este necesară (1) dispunerea de armăturilor longitudinale intermediare, (2) fixarea armăturilor longitudinale prin intermediul unor etrieri sau agrafe, (3) ancorarea etrierilor în betonul confinat prin intermediul unor cârlige suficient de lungi, îndoite la 135°, ca să prevină desfacerea etrierilor la solicitări puternice în domeniul inelastic şi (4) dispunerea mai deasă a etrierilor în zonele plastice potențiale.

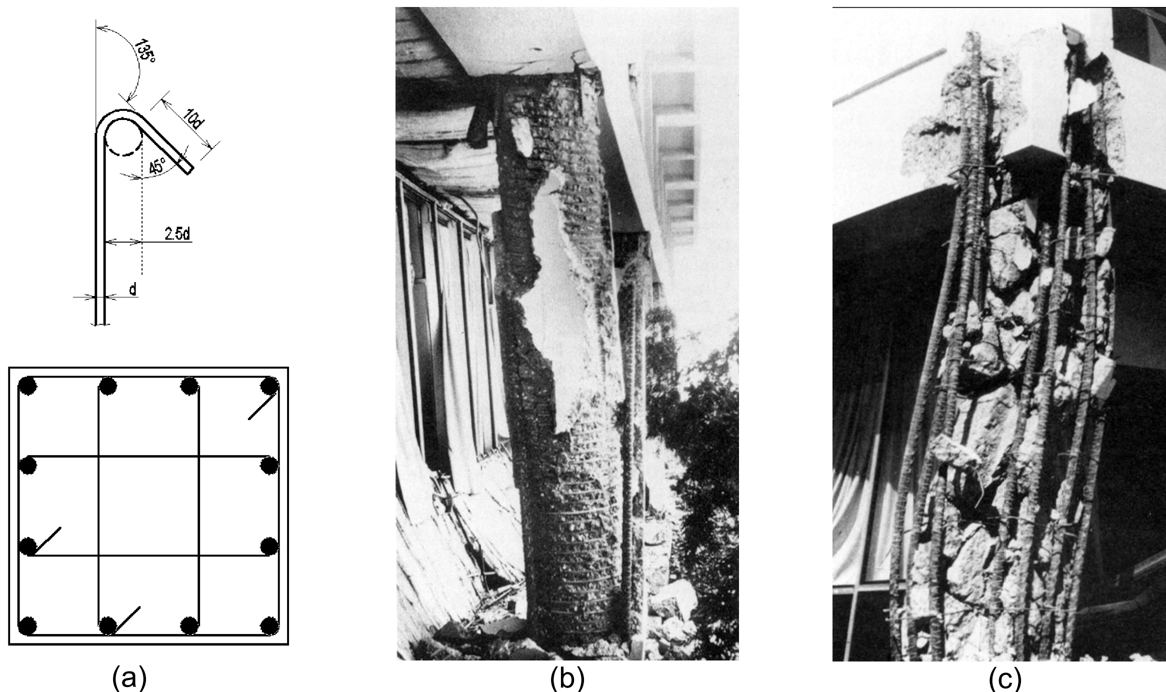


Figura 7.10. Detaliu tipic de armare a unui stâlp (a) – P100-1 comentarii; degradarea severă a unui stâlp circular fretat (b) şi a unui stâlp cu secțiune rectangulară cu etrieri (c) Derecho şi Kianoush, 2001.

Spre exemplificarea importanței armăturii transversale pentru asigurarea unui răspuns inelastic superior al elementelor din b.a., în Figura 7.10 b şi c se prezintă doi stâlpi ale aceleiaşi clădiri (Olive View Hospital), care a fost grav avariată în timpul cutremurului San Fernando, California, SUA, din 9 februarie 1971 (Derecho şi Kianoush, 2001). Astfel, chiar dacă ambii stâlpi au suferit deformații inelastice importante, stâlpul circular fretat din Figura 7.10b şi-a păstrat integritatea, în timp ce stâlpul rectangular din Figura 7.10c, cu armături transversale inadecvate a fost practic dezintegrat.

O cerință de ductilitate specifică stâlpilor este **înnădirea** corectă a armăturilor. Condițiile tehnologice impun ca armăturile longitudinale din stâlpi să fie înnădite la partea inferioară a stâlpilor. Însă acestea sunt zonele critice, în care se pot produce deformații inelastice în urma unui cutremur. Strivirea betonului în zona articulației plastice conduce la o degradare accentuată a condițiilor de aderență şi nu mai asigură continuitatea transmiterii eforturilor din armături în zona înnădirii. De aceea, trebuie evitate înnădirile armăturilor din stâlpi în zonele plastice potențiale, în special a înnădirilor prin suprapunere.

Pereți

Pereții sunt elemente structurale care au o rigiditate foarte bună, limitând eficient deformațiile laterale ale structurilor supuse acțiunii seismice. Atunci când sunt proiectate şi detaliate corespunzător, aceste elemente pot oferi şi o ductilitate bună. Comportarea pereților la încărcări laterale depinde în primul rând de raportul dintre înălțimea şi lățimea acestuia. Pereții cu înălțimea apropiată de lățime au un comportament dominat de forfecare. Cei cu un raport între înălțime şi lățime mai mare de 2 au un comportament guvernat de încovoiere şi reprezintă cazul tipic la clădirile multietajate. Mecanismul plastic la astfel de pereți structural îl reprezintă formarea unei

articulații plastice la baza peretelui, iar principiile de asigurare a unui comportament ductil sunt similare cu cele prezentate în cazul riglelor şi a stâlpilor de beton armat:

- limitarea efectelor **forței tăietoare** (un mod de cedare fragil) prin alegerea dimensiunilor secțiunii transversale şi o armare corespunzătoare
- **confinarea** zonei disipative (baza peretelui) prin dispunerea armăturilor longitudinale şi a celor transversale la distanțe cât mai mici între ele
- **înnădirea** armăturilor în afara zonelor disipative

O măsură specifică pereților care le asigură o ductilitate mai bună este prevederea unor tălpi sau a unor bulbi (vezi Figura 7.11).

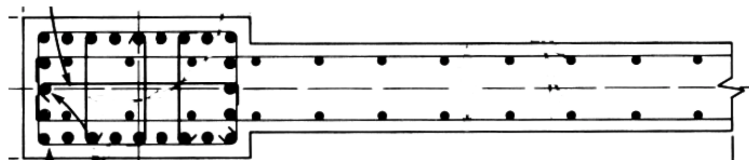
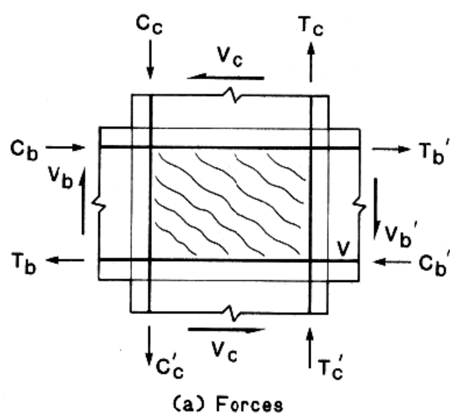
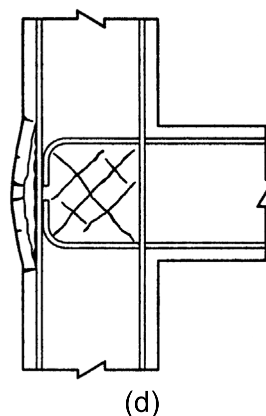


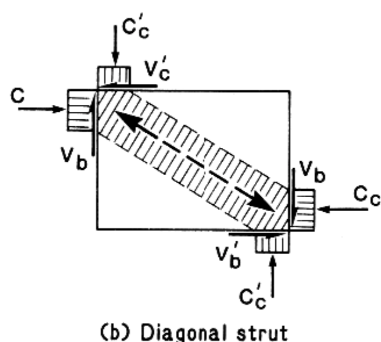
Figura 7.11. Detaliu de perete structural cu bulbi (Derecho şi Kianoush, 2001).

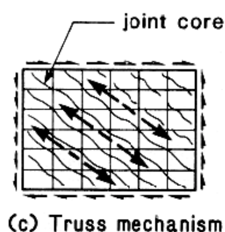
7.3.4. Nodurile cadrelor

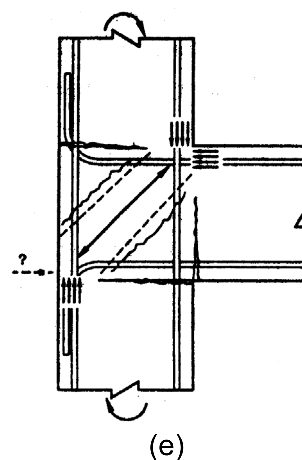




(d)







(e)

Figura 7.12. Starea de eforturi şi mecanismele de preluare a forței tăietoare într-un nod (a, b, c) - Derecho şi Kianoush, 2001; detalierea armăturilor longitudinale din riglă pentru asigurarea mecanismului de diagonală comprimată (d, e) - Priestley, 1997.

Nodurile reprezintă zone critice într-o structură în cadre, deoarece acestea sunt supuse unor eforturi severe (datorate momentelor încovoietoare şi forţelor tăietoare din rigle şi stâlpi) atunci când în zonele disipative adiacente se formează articulaţii plastice. Nodurile trebuie astfel dimensionate şi detaliate ca rezistenţa acestora să fie suficientă pentru deformaţiile plastice să nu se formeze în nod, ci în rigle. Problema principală în dimensionarea nodurilor o reprezintă eforturile unitare de forfecare ridicate. Deteriorarea nodurilor poate duce la diminuarea drastică a rezistenţei şi rigidităţii de ansamblu a cadrelor.

Forţa tăietoare este preluată în noduri prin două mecanisme (vezi Figura 7.12):

- Un mecanism de diagonală comprimată (contribuţia betonului). Formarea acestui mecanism impune detalii constructive specifice. În cazul nodurilor exterioare, armătura longitudinală din perete trebuie să fie îndoită către interiorul nodului, asigurând diagonalei comprimate un reazem (Figura 7.12d). Dacă armătura este îndoită în exteriorul nodului, mecanismul de diagonală comprimată nu se poate forma, iar cedarea nodurilor are loc la forţe mult mai mici (Priestley, 1997).
- Un mecanism de grindă cu zăbrele (contribuţia armăturii transversale). Asigurarea unor noduri cu o rezistenţă suficientă necesită în general dispunerea unor armături transversale (etrieri) în interiorul nodului.

O altă problemă care poate reduce drastic rezistenţa şi rigiditatea nodurilor este pierderea aderenţei armăturilor longitudinale din rigle şi stâlpi, datorită fisurării nodului ca urmare a eforturilor de forfecare puternice existente în acesta. Pierderea aderenţei armăturilor longitudinale conduce la diminuarea momentului capabil al elementelor care concură în nod şi la scădere a rigidităţii. Pentru a asigura o aderenţă suficientă a armăturilor longitudinale, sunt folosite două măsuri. Prima este de a reduce fisurarea din zona nodului, prin asigurarea unor dimensiuni corespunzătoare ale nodului (stâlpului) şi armarea transversală (etrieri) a nodului. Cea de-a doua se realizează asigurând o lungime de ancoraj a armăturilor longitudinale mai mare decât în cazul elementelor solicitate din încărcări neseismice.

7.3.5. Ductilitatea structurii

Chiar dacă elementele unei structuri sunt conformate astfel ca să asigure un comportament ductil, structura per ansamblu poate avea un comportament seismic necorespunzător dacă deformaţiile inelastice se concentrează într-un număr limitat de elemente, formând un mecanism plastic parţial (vezi Figura 5.20b). Ductilitatea la nivel de structură este asigurată prin dimensionarea elementelor structurale astfel ca să fie asigurat un mecanism plastic global (vezi Figura 5.20a). Asigurarea unui mecanism plastic global asigură:

- numărul maxim de zone disipative şi deci o capacitate ridicată de dispare a energiei seismice de întreaga structură
- o distribuţie uniformă a cerinţelor de ductilitate în structură, adică o solicitare uniformă a elementelor structurale
- evitarea formării articulaţiilor plastice în stâlpi - elemente importante pentru stabilitatea globală a structurii

Un mecanism plastic de tip global implică formarea articulaţiilor plastice în rigle, cu excepţia bazei stâlpilor. În cazul structurilor în cadre de b.a., promovarea unui mecanism plastic global se realizează folosind principiul de "stâlp tare – riglă slabă". Conform acestui principiu, la fiecare nod, stâlpii trebuie să posede o suprarezistenţă faţă de grinzile adiacente, astfel ca articulaţiile plastice să se formeze în rigle şi nu în stâlpi. O modalitate simplă de a asigura principiul de "stâlp tare – riglă slabă" este ca suma momentelor capabile ale stâlpilor care concură într-un nod să fie mai mare decât suma momentelor capabile ale riglelor care concură în nod (vezi Figura 7.13). Pentru a ţine cont de un moment capabil în rigle mai mare decât cel de calcul, cât şi de efectul consolidării, P100-1/2006 transcrie această cerinţă prin relaţia:

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb} \qquad (6.13)$$

considerând un coeficient de 1.3 pentru a ţine cont de momentul plastic probabil mai mare decât cel de calcul şi consolidare. În relaţia (6.13) s-au folosit notaţiile: $\sum M_{Rc}$ - suma momentelor capabile ale stâlpilor care concură în nod. Se va ţine cont de efectul forţei axiale din combinaţia seismică de încărcări; $\sum M_{Rb}$ - suma momentelor capabile ale riglelor care concură în nod

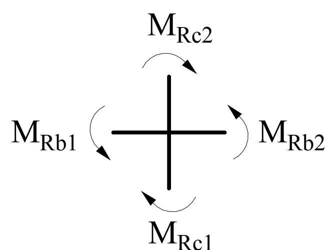


Figura 7.13. Echilibrul momentelor încovoietoare la un nod interior pentru o structură în cadre.

Este de notat faptul că principiul de "stâlp tare – riglă slabă" nu preîntâmpină în totalitate formarea de articulații plastice în stâlpi. Cele două momente din stâlpii care concură într-un nod nu sunt de obicei egale. Astfel, chiar dacă suma momentelor capabile de pe stâlpi este mai mare decât suma momentelor capabile de pe rigle, unul dintre stâlpi poate fi mai solicitat decât celălalt, acesta suferind deformații inelastice. Totuşi, se crede că principiul de "stâlp tare – riglă slabă" va limita formarea articulațiilor plastice în stâlpi, asigurând un mecanism plastic global.

Printr-o dimensionare structurală pereților structurali li se poate asigura o ductilitate bună, dar aceştia au dezavantajul unei redundanțe reduse (un perete izolat are o singură zonă disipativă – articulația plastic de la bază). Un sistem structural care pe lângă rezistența, rigiditatea şi ductilitatea pereților structurală oferă şi un plus de redundanță sunt pereții cuplați. Aceştia sunt alcătuiți din (cel puțin) doi pereți legați prin intermediul unor grinzi de cuplare (vezi Figura 7.14a). Un mecanismul plastic global al acestui tip de structură implică deformații plastice în grinzile de cuplare, urmate de formarea articulațiilor plastice la baza pereților. Din cauza lungimii reduse a grinzilor de cuplare, aceste sunt supuse unor forțe tăietoare ridicate, care în general ar implica un comportament fragil. Totuşi, dacă grinda de cuplare foloseşte o armare specială diagonală (vezi Figura 7.14b), se poate obține un comportament inelastic foarte ductil. Folosind principiile de proiectare bazată pe capacitate, armarea grinzilor de cuplare trebuie astfel realizată ca acestea să se plastifice înainte formării articulațiilor plastice la baza pereților structurali, asigurând un mecanism plastic global.

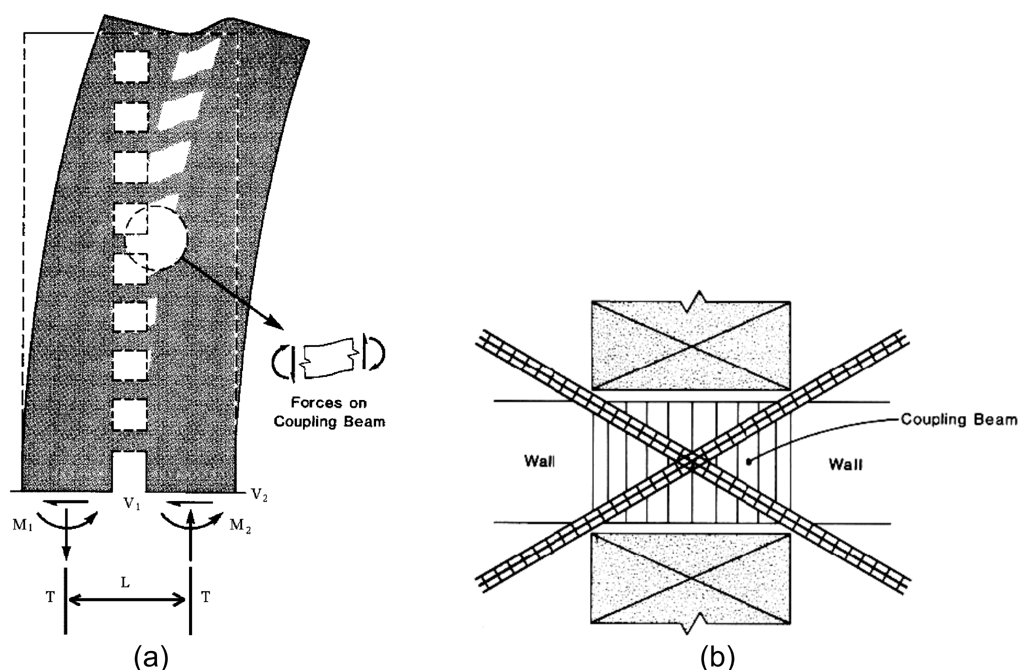


Figura 7.14. Eforturile dintr-un perete cuplat (a) şi armarea diagonală a grinzii de cuplare (b), Derecho şi Kianoush, 2001.